

(H)3500 × (B)2350 × (L)2000

2010 年 1 月

千葉窯業株式会社

目 次

§ 1 設計条件	1
§ 2 一般形状寸法図	2
§ 3 計算結果	3
§ 4 設計荷重	6
§ 5 安定計算	10
§ 6 たて壁の部材断面設計	16
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	21
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	26

§1 設計条件

1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	プレキャストL型擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	$H = 3.500 \text{ (m)}$
(4) 土 圧	試行くさび法による土圧
(5) 地表面載荷重	$q = 10.0 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$
(6) 単位体積重量 製品	$c = 24.5 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土	
せん断抵抗角	$= 30.00 \text{ (}^\circ \text{)}$
単位体積重量	$s = 19.0 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$
(2) 支持地盤の定数	
擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.577$
" の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$
許容地盤反力度	$q_a = 145.01 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \text{ 以上必要}$

1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	F_s	1.50
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e $	1/6 B
	転倒安全率	F_s	1.50

1.4 材料強度及び許容応力度

(1) コンクリート

設計基準強度	$ck = 30 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
許容圧縮応力度	$ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
許容せん断応力度	$a = 0.45 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$

(2) 鉄筋

許容引張応力度	$sa = 160 \text{ (N/mm}^2 \text{)}$
---------	-------------------------------------

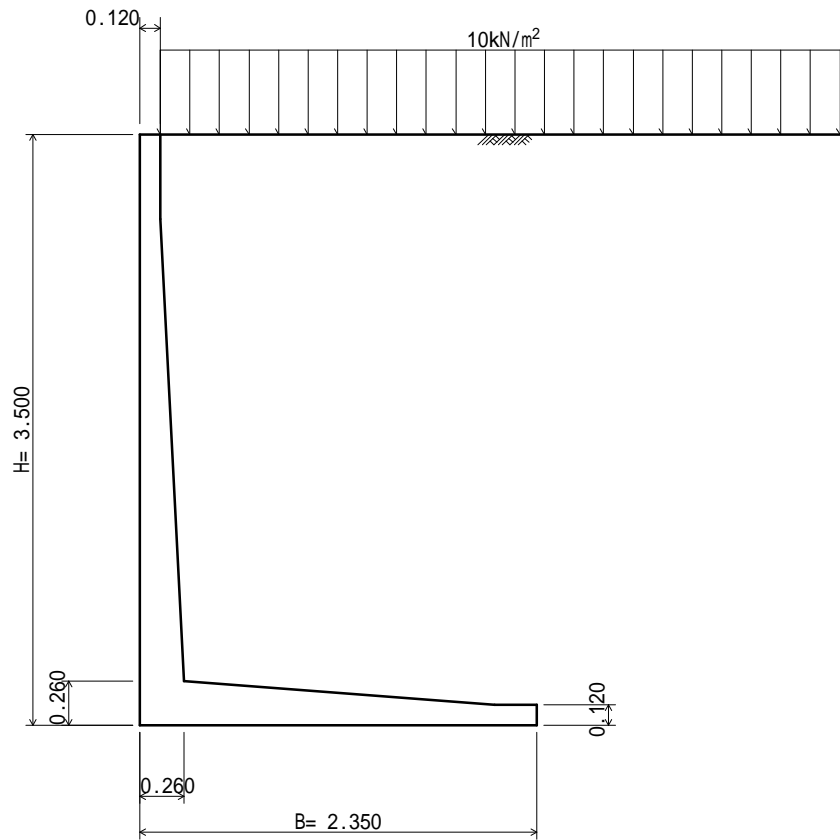
1.5 参考文献

一、道路土工	擁壁工指針	(社)日本道路協会
--------	-------	-----------

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図

製品名：CLP (H)3500×(B)2350標準



§3 計算結果

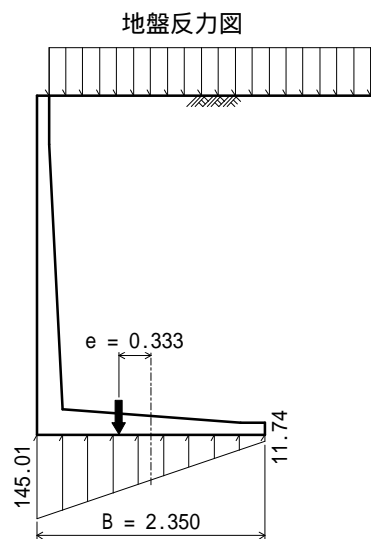
3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 載荷重あり

(1) 安定計算

鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
184.18	50.46	0.333	3.63	2.11	145.01	11.74	0.K.
許 容 値		0.392	1.50	1.50			

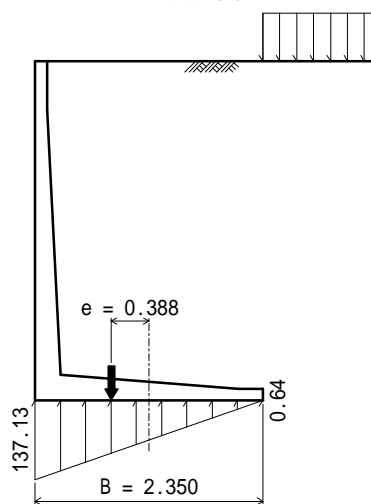


3.1.2 載荷重なし

(1) 安定計算

鉛直荷重 V (kN)	水平荷重 H (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 Fs	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 q ₁ q ₂ (kN/m ²)		判定
161.88	50.46	0.388	3.16	1.85	137.13	0.64	0.K.
許容値		0.392	1.50	1.50			

地盤反力図



3.2 断面計算結果

3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		中間部	つけ根
たて壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	80	220
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	44.5	86.4
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.34×10^6	41.79×10^6
		せん断力 S (N)	2.06×10^3	38.69×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	0.23	5.06
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	2.8	117.4
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.03	0.18
		ca	0.45	0.45

3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	220	80
		As (mm ²)	D19 - 6.5 1862	D19 - 6.5 1862
		x (mm)	86.4	44.5
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	41.79×10^6	1.93×10^6
		せん断力 S (N)	13.56×10^3	14.82×10^3
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	c	5.06	1.33
		ca	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	s	117.4	15.9
		sa	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)		0.06	0.19
		ca	0.45	0.45

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧

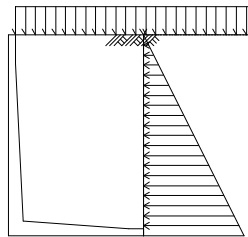
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

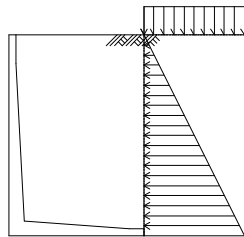
常 時 自重（+ 載荷重）+ 土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

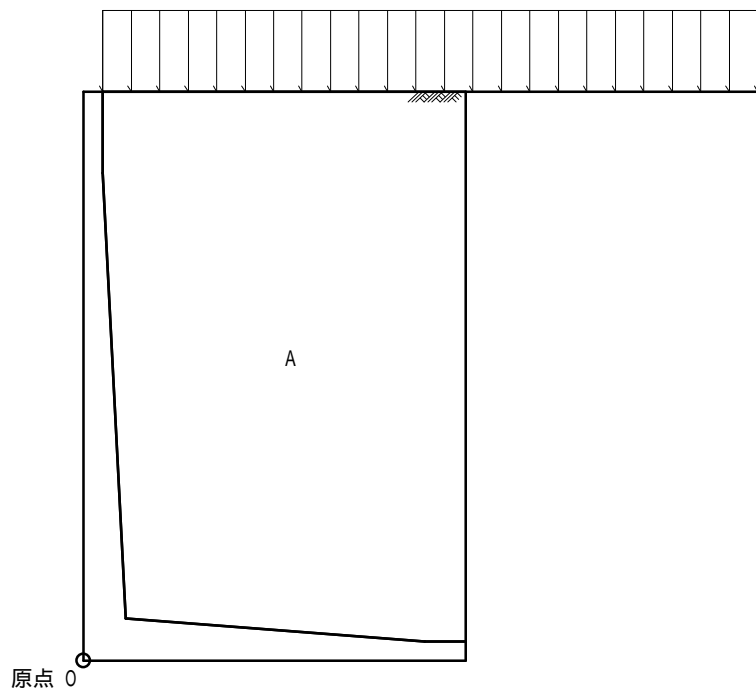


2) 載荷重なし



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重の、鉛直荷重 V 、水平荷重 H 、および、原点 O に対する作用位置 (x, y) の計算を奥行き長 1.000 m あたりで行なう。



4.2.1 自重

(1) 躯体

1) 製品

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	2.350	3.500	8.225	1.175	1.750	9.6644	14.3938
a	-	0.140	0.500	-0.070	0.190	-0.0133	-0.2275
b	-1/2	0.140	2.740	-0.192	0.213	-0.0409	-0.4007
c	-	1.840	3.240	-5.962	1.180	-7.0352	-11.2086
d	-1/2	1.840	0.140	-0.129	1.487	-0.1918	-0.0275
e	-	0.250	3.380	-0.845	2.225	-1.8801	-1.5295
合 計			1.027			0.5031	1.0000

体積

$$V_o = A \cdot L = 1.027 \times 1.000 = 1.027 \text{ (m}^3\text{)}$$

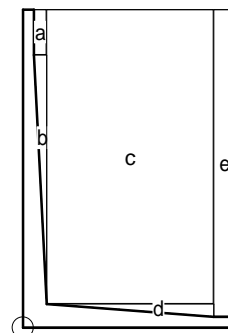
荷重

$$V = V_o \cdot c = 1.027 \times 24.5 = 25.16 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.5031}{1.027} = 0.490 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{1.0000}{1.027} = 0.974 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	2.230	3.380	7.537	1.235	1.810	9.3082	13.6420
a	-1/2	0.140	2.740	-0.192	0.167	-0.0321	-0.2252
b	-	0.140	0.140	-0.020	0.190	-0.0038	-0.0038
c	-1/2	1.840	0.140	-0.129	0.873	-0.1126	-0.0215
合 計			7.196			9.1597	13.3915

体積

$$V_o = A \cdot L = 7.196 \times 1.000 = 7.196 \text{ (m}^3\text{)}$$

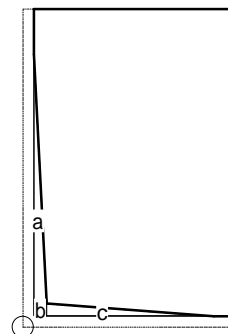
荷重

$$V = V_o \cdot s = 7.196 \times 19.0 = 136.72 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{9.1597}{7.196} = 1.273 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{A \cdot y}{A} = \frac{13.3915}{7.196} = 1.861 \text{ (m)}$$



4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載るものを鉛直荷重として考慮する。

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 2.230 \times 1.000 = 22.30 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 2.350 - \frac{2.230}{2} = 1.235 \text{ (m)}$$

4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)}$$

ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- : すべり角 (°)
- : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- : 壁面摩擦角 (°)
- : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

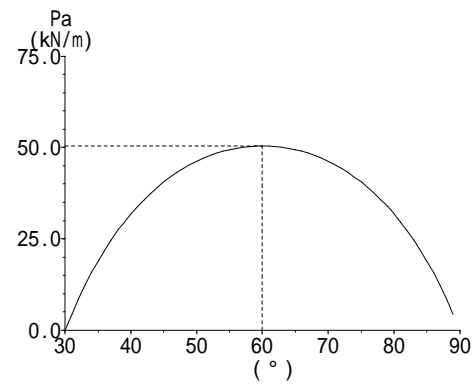
$$V = Pa \cdot \sin(\quad + \quad) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\quad + \quad) \cdot L$$

ここに、

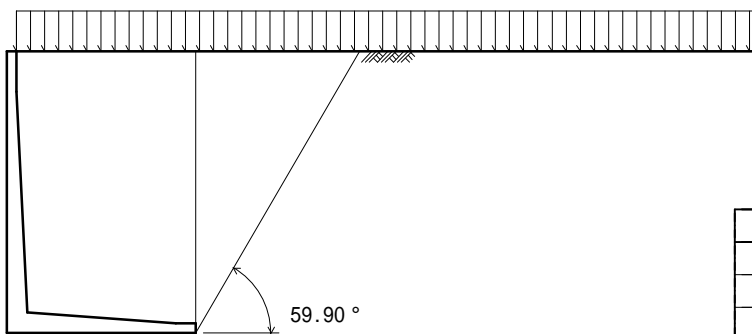
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 3.500 \text{ (m)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 87.76 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 20.29] \\
 &= 59.90 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{87.76 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 50.46 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
64.00	49.792	73.82
63.00	50.089	77.13
62.00	50.296	80.49
61.00	50.418	83.91
60.00	50.455	87.39
* 59.90	50.464	87.76
59.00	50.414	90.95
58.00	50.289	94.58
57.00	50.091	98.31
56.00	49.797	102.10
55.00	49.429	106.00

鉛直荷重

$$V = 50.46 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 50.46 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 50.46 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.350 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{3.500}{3} = 1.167 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§5 安定計算

算出した荷重を集計して、以下の安定計算を行う。

5.1 計算方法

1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{V \cdot \tan \quad + C \cdot B \cdot L}{H} \quad F_{sa}$$

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

H : 水平荷重 (kN)

\tan : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan = 0.577$

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 $C = 0.0 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.350 \text{ (m)}$

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

2) 転倒に対する検討

転倒に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} \quad F_{sa}$$

ここに、

F_s : 安全率

M_r : 抵抗モーメント (kN・m)

M_o : 転倒モーメント (kN・m)

F_{sa} : 転倒安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$

つま先から合力の作用点までの距離 d および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離 e は次式で求める。

$$d = \frac{M_r - M_o}{V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

M_r : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

M_o : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 2.350 \text{ (m)}$

転倒に対する安定条件として、偏心距離 e は次式を満足するものとする。

$$|e| \leq \frac{1}{6} B$$

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V}, \quad e = \frac{B}{2} - d$$

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき} \quad q_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot d \cdot L}$$

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき} \quad \left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} = \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき} \quad q_2 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}$$

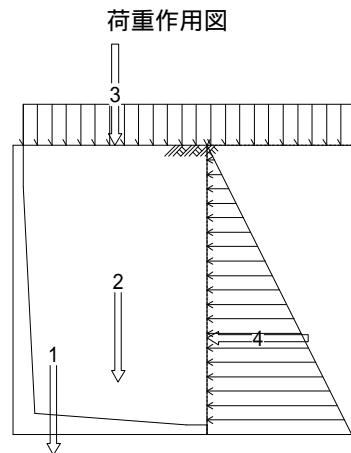
ここに、

- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- Mr : 抵抗モーメント (kN・m)
- Mo : 転倒モーメント (kN・m)
- V : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 2.350$ (m)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 載荷重あり

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	25.16		0.490	0.974	12.33	
2	裏込め土	136.72		1.273	1.861	174.04	
3	載荷重	22.30		1.235	3.500	27.54	
4	土圧		50.46	2.350	1.167		58.89
合 計		184.18	50.46			213.91	58.89



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{184.18 \times 0.577 + 0.0 \times 2.350 \times 1.000}{50.46}$$

$$= 2.11 \quad F_{sa} = 1.5$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{Mr}{Mo} = \frac{213.91}{58.89} = 3.63 \quad F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{213.91 - 58.89}{184.18} = 0.842 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.350}{2} - 0.842 = 0.333 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.333 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.392 \text{ (m)}$$

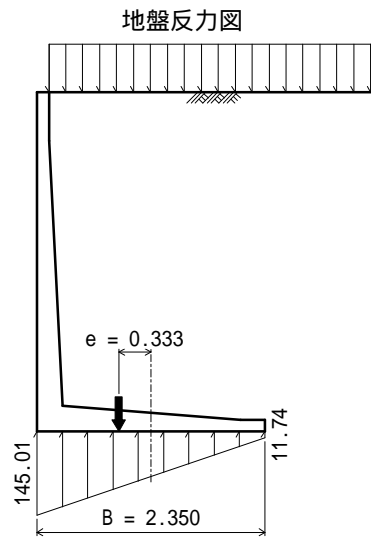
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{184.18}{2.350 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.333}{2.350} \right) \\
 &= \begin{cases} 145.01 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 11.74 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

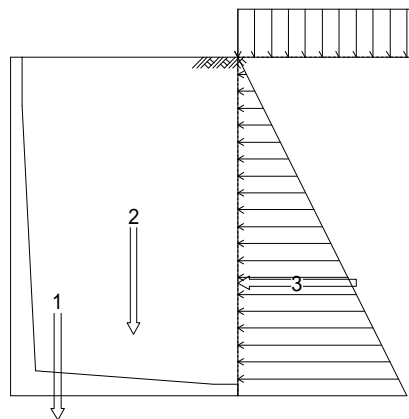
よって、上記の値以上の支持力が必要である。



5.2.2 載荷重なし

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	25.16		0.490	0.974	12.33	
2	裏込め土	136.72		1.273	1.861	174.04	
3	土圧		50.46	2.350	1.167		58.89
合 計		161.88	50.46			186.37	58.89

荷重作用図



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{H} = \frac{161.88 \times 0.577 + 0.0 \times 2.350 \times 1.000}{50.46}$$

$$= 1.85 \quad F_{sa} = 1.5$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{186.37}{58.89} = 3.16 \quad F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{186.37 - 58.89}{161.88} = 0.787 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.350}{2} - 0.787 = 0.388 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.388 \text{ (m)} \quad \frac{1}{6} \cdot B = 0.392 \text{ (m)}$$

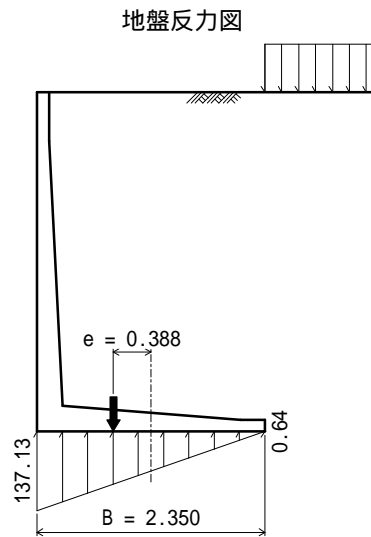
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{161.88}{2.350 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.388}{2.350} \right) \\
 &= \begin{cases} 137.13 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 0.64 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

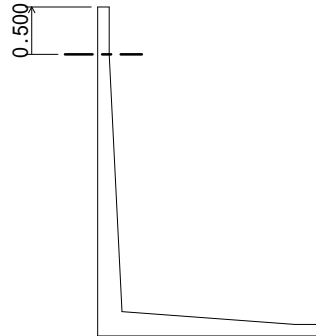


§6 たて壁の部材断面設計

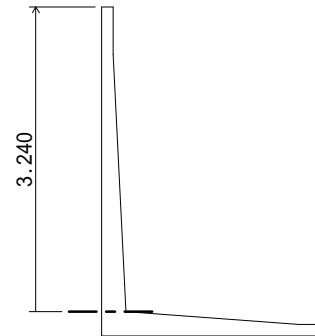
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



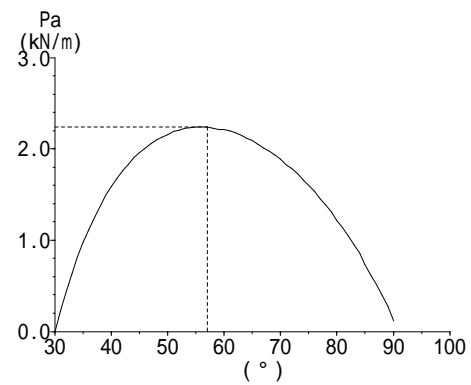
6.2 荷重の計算

たて壁に作用する荷重は、以下のものを考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

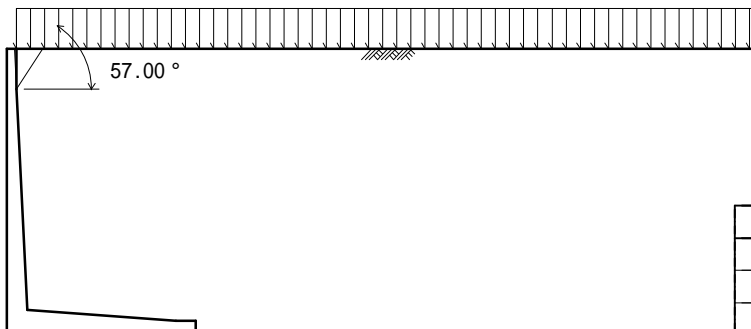
1) 中間部

$$\begin{aligned}
 &= 2.92 (^\circ) \\
 W &= 4.92 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 3.25] \\
 &= 57.00 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

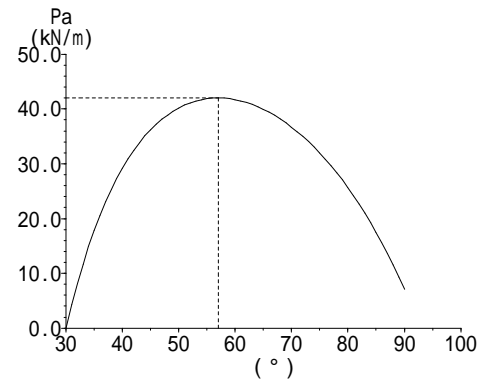
$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{4.92 \times \sin(57.00 - 30.00)}{\cos(57.00 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\
 &= 2.24 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	Pa	W
61.00	2.195	4.22
60.00	2.212	4.39
59.00	2.213	4.54
58.00	2.225	4.72
* 57.00	2.239	4.92
56.00	2.239	5.10
55.00	2.237	5.29
54.00	2.229	5.48
53.00	2.223	5.69

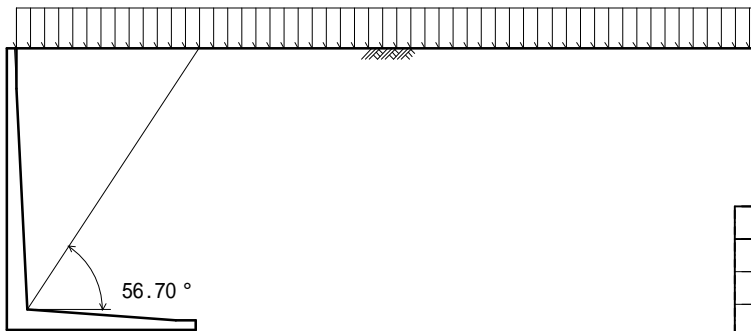
2) つけ根

$$\begin{aligned}
 &= 2.92 (^\circ) \\
 W &= 93.29 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 22.68] \\
 &= 56.70 (^\circ) \\
 &= 20.00 (^\circ) \\
 &= 30.00 (^\circ)
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{93.29 \times \sin(56.70 - 30.00)}{\cos(56.70 - 30.00 - 20.00 - 2.92)} \\
 &= 42.01 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



	P_a	W
61.00	41.471	79.72
60.00	41.703	82.77
59.00	41.876	85.89
58.00	41.976	89.06
57.00	42.001	92.28
* 56.70	42.008	93.29
56.00	41.973	95.61
55.00	41.867	99.00
54.00	41.690	102.48
53.00	41.437	106.05
52.00	41.107	109.72

$$H = P_a \cdot \cos(\quad + \quad) \cdot L$$

ここに、

 L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000 \text{ (m)}$

	土圧力 P_a (kN/m)	摩擦角 ($^\circ$)	傾斜角 ($^\circ$)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	2.24	20.00	2.92	2.06	0.167
つけ根	42.01	20.00	2.92	38.69	1.080

6.3 設計断面力

6.3.1 中間部

せん断力

$$S = H = 2.06 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 2.06 \times 0.167 \\ &= 0.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.3.2 つけ根

せん断力

$$S = H = 38.69 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

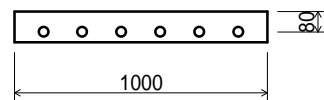
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 38.69 \times 1.080 \\ &= 41.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 80 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 80}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 44.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 2.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

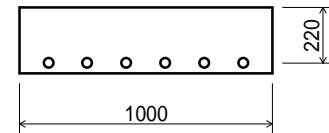
実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.34 \times 10^6}{1000 \times 44.5 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.34 \times 10^6}{1862 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 2.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad s_a = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.06 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 220 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 86.4 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 41.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 38.69 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

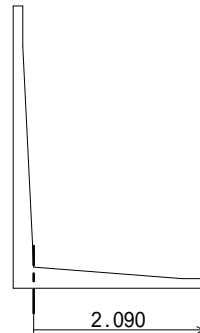
$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 41.79 \times 10^6}{1000 \times 86.4 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 5.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{41.79 \times 10^6}{1862 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 117.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{38.69 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.18 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$

§7 かかと版(つけ根)の部材断面設計

かかと版(つけ根)は、たて壁との接合部を固定端とする片持版として設計する。

7.1 荷重の計算

断面検討位置



かかと版に作用する荷重としては、以下のものを考慮する。

(1) かかと版自重

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	2.090	0.260	= 0.543	1.045	0.5674
a	-1/2 × 1.840	0.140	= -0.129	1.227	-0.1583
b	-	0.250 × 0.140	= -0.035	1.965	-0.0688
合計			0.379		0.3403

作用位置

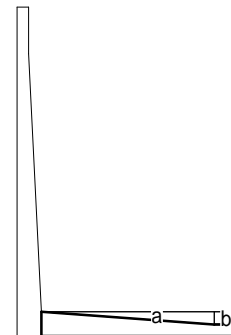
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{0.3403}{0.379} = 0.898 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.379 \times 24.5 \times 1.000 = 9.29 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.29 \times 0.898 = 8.34 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	2.090	3.380	7.064	1.045	7.3819
a	-1/2	1.840	0.140	-0.129	-0.0791
合 計			6.935		7.3028

作用位置

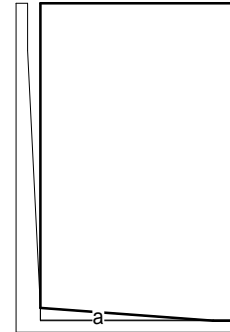
$$x = \frac{A \cdot x}{A} = \frac{7.3028}{6.935} = 1.053 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 6.935 \times 19.0 \times 1.000 = 131.77 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 131.77 \times 1.053 = 138.75 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

$$q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 2.090 \times 1.000 = 20.90 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 1.045 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 20.90 \times 1.045 = 21.84 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 145.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.74 + (145.01 - 11.74) \times \frac{2.090}{2.350} \\ &= 130.27 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(130.27 + 11.74) \times 2.090 \times 1.000}{2} \\ &= 148.40 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.090}{3} \times \frac{2 \times 11.74 + 130.27}{11.74 + 130.27} \\ &= 0.754 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 148.40 \times 0.754 = 111.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 載荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 137.13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.64 + (137.13 - 0.64) \times \frac{2.090}{2.350} \\ &= 122.03 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(122.03 + 0.64) \times 2.090 \times 1.000}{2} \\ &= 128.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{2.090}{3} \times \frac{2 \times 0.64 + 122.03}{0.64 + 122.03} \\ &= 0.700 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 128.19 \times 0.700 = 89.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.2 設計断面力

かかと版つけ根の曲げモーメントは

たて壁つけ根の曲げモーメントを超えないものとする。

1) 載荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	9.29	8.34
2	かかと版上の載荷土	131.77	138.75
3	地盤反力	-148.40	-111.89
4	自動車荷重	20.90	21.84
	合 計	13.56	57.04

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 41.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)} < M$ より
断面計算に用いる曲げモーメント $M = M_o$ とする。

2) 載荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	9.29	8.34
2	かかと版上の載荷土	131.77	138.75
3	地盤反力	-128.19	-89.73
	合 計	12.87	57.36

たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 41.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)} < M$ より
断面計算に用いる曲げモーメント $M = M_o$ とする。

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 13.56 \text{ (kN)}$$

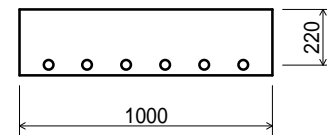
曲げモーメント

$$M = 41.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned}\text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 220 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)}\end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned}x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 220}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 86.4 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned}\text{曲げモーメント} \quad M &= 41.79 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 13.56 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

実応力度

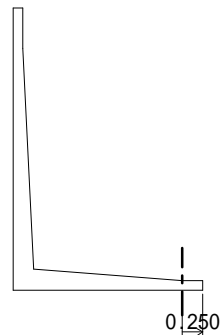
$$\begin{aligned}c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 41.79 \times 10^6}{1000 \times 86.4 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 5.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{41.79 \times 10^6}{1862 \times \left(220 - \frac{86.4}{3}\right)} \\ &= 117.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{13.56 \times 10^3}{1000 \times 220} \\ &= 0.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K.\end{aligned}$$

§8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

8.1 荷重の計算

断面検討位置



かかと版に作用する荷重としては、以下のものを考慮する。

(1) かかと版自重

面積

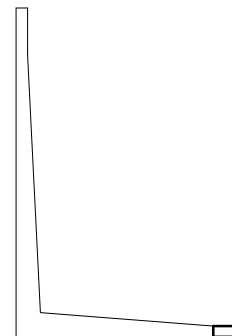
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.120 = 0.030 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot c \cdot L = 0.030 \times 24.5 \times 1.000 = 0.74 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.74 \times 0.125 = 0.09 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

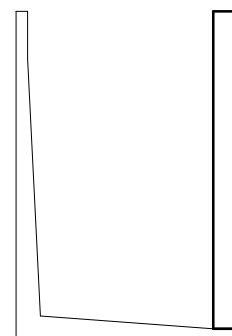
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 3.380 = 0.845 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot s \cdot L = 0.845 \times 19.0 \times 1.000 = 16.06 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 16.06 \times 0.125 = 2.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

$$q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.250 \times 1.000 = 2.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.125 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.50 \times 0.125 = 0.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 145.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 11.74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 11.74 + (145.01 - 11.74) \times \frac{0.250}{2.350} \\ &= 25.92 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(25.92 + 11.74) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.71 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 11.74 + 25.92}{11.74 + 25.92} \\ &= 0.109 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.71 \times 0.109 = 0.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 137.13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 0.64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 0.64 + (137.13 - 0.64) \times \frac{0.250}{2.350}$$

$$= 15.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(15.16 + 0.64) \times 0.250 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.98 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 0.64 + 15.16}{0.64 + 15.16}$$

$$= 0.087 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.98 \times 0.087 = 0.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.2 設計断面力

かかと版つけ根の曲げモーメントは

たて壁つけ根の曲げモーメントを超えないものとする。

1) 荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.74	0.09
2	かかと版上の載荷土	16.06	2.01
3	地盤反力	-4.71	-0.51
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計	14.59	1.90

2) 荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.74	0.09
2	かかと版上の載荷土	16.06	2.01
3	地盤反力	-1.98	-0.17
	合 計	14.82	1.93

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 14.82 \text{ (kN)}$$

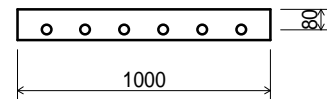
曲げモーメント

$$M = 1.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 80 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D19 - 6.5 \\ &= 18.62 \text{ (cm}^2\text{)} = 1862 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 1862}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 80}{15 \times 1862}} \right\} \\ &= 44.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 1.93 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 14.82 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 1.93 \times 10^6}{1000 \times 44.5 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 1.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad ca = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1.93 \times 10^6}{1862 \times \left(80 - \frac{44.5}{3}\right)} \\ &= 15.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \\ &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{14.82 \times 10^3}{1000 \times 80} \\ &= 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad a_1 = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad 0.K. \end{aligned}$$